

钢木组合早拆模板整体抗压破坏试验

何林¹, 袁健¹, 张厚^{1,2}, 文桥¹, 王玉辉², 王磊^{2,3}

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨; 2. 黑龙江省建设集团 博士后工作站, 150046 哈尔滨;
3. 黑龙江省建设集团 科学技术研究中心, 150046 哈尔滨)

摘要: 为研究新型钢木组合立柱早拆模板体系的稳定性, 完成了由小径原木及钢管斜撑形成的纵向4列、横向6排新型早拆模板结构, 并进行了足尺抗压破坏试验. 考虑加载类型和持荷时间对结构稳定性及破坏的影响, 分析了构件力和位移的变化规律, 得出该试验单元破坏模式为杆件平面外失稳, 且局部构件发生强度破坏. 试验结果表明: 该体系模板实际浇筑速度不应过快, 加快模板周转时间十分有利于小径木原木应力的恢复, 应加强浇筑期间的监控; 节点水平约束对结构稳定起重要作用, 构造措施必不可少; 存在初始缺陷较严重的小径原木明显降低结构稳定性, 应注意薄弱部位的安装位置.

关键词: 钢木组合模板; 早拆结构; 破坏试验; 模板稳定性

中图分类号: TU317+.1; TU398+.6

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2013)08-0008-08

Compressive failure test of the full steel undersize-log formwork with early-removal substructure

HE Lin¹, YUAN Jian¹, ZHANG Hou^{1,2}, WEN Qiao¹, WANG Yuhui², WANG Lei^{2,3}

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China; 2. Department of Postdoctoral Research, Construction Group of Heilongjiang Province, 150046 Harbin, China; 3. Science and Technology Development Center, Construction Group of Heilongjiang Province, 150046 Harbin, China)

Abstract: To investigate the stability of the new full steel undersize-log formwork with early-removal substructure, 4-bay-5-row which were made up of the logs and steel tubes as a test unit were prepared to study the compressive failure test. The loading patterns and time which affected the substructure were considered, the supports force and deformation were analyzed, and the failure modes that were out-plane buckling and strength failure were observed in some members. The experimental results show that the pouring concrete actual speed should not too fast, and speeding up the turnover time of this formwork is available to reinstate the stress of this log. The members during pour concrete should be monitored. The structural measures and horizontal restraints of joints are absolutely essential, and the logs which are serious imperfection can obviously decrease the stability of the new formwork, so that attention should be paid to the weak parts of the installation location.

Key words: steel undersize-log formwork; early-removal substructure; destructive test; formwork stability

模板工程是砼现浇结构的重要分项工程, 在实现砼永久结构的功能方面起着关键作用. 作为临时结构的模板体系, 荷载效应明显不同于永久结构, 影响安全的不确定因素远大于永久结构,

特别是水平模板支撑体系的约束条件达不到铰结或固结, 更易诱发浇筑过程中事故的发生, 因此模板支架尤其是新型钢木模板支架的安全问题成为研究重点.

上世纪70年代起, 北美、欧洲等对钢管支架模板进行了大量研究^[1-4]. 对于钢木组合支架模板, Peng^[5]研究了上层为木支架下层为钢支架的组合钢木模板的抗压性能; 美国学者 Saeed 等^[6-8]对具有可调高度的模板木立柱 (Ellis

收稿日期: 2012-11-01.

基金项目: 国家自然科学基金(51078110); 黑龙江省建设集团重大科研项目(MH20100413).

作者简介: 何林(1971—), 男, 副教授, 硕士生导师.

通信作者: 袁健, yuanjian_850809@163.com.

shore) 支架进行了研究, 通过足尺加载试验, 研究了安装质量、构件破损以及构件等级对支架稳定性的影响, 提出了主楞力学参数及 Ellis 木立柱的破坏模式, 但他研究的木立柱都是规格材, 而采用原木立柱作为模板支撑体系的工作却没有展开. 小径原木在其他结构领域有一些初步使用: 王宏棣等^[9-10]对直径为 10 ~ 14 cm 的幼龄落叶松原木进行了力学性能测试, 提出应用到网架结构, 之后将其与钢管粘结形成受力网架杆件; 文献[11]介绍了国外学者研究将杉木和柏木小径原木髓心部分掏空灌注砼, 在水土保持工程上取得的初步成果; Drew^[12]研究了原木剪力墙承受动荷载的力学性能, 在低层结构中, 通过施加单向和循环荷载模拟风荷载及地震作用, 相比木结构剪力墙, 小径木抵抗水平荷载能力更强.

根据 GB/T11716—2009《小径原木》规范^[13]

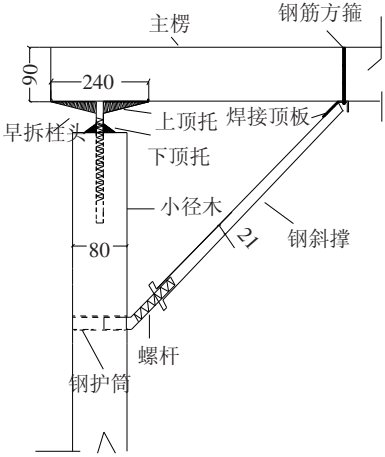


图 1 钢木组合早拆体系构造 (mm)

1 研究目标及试验内容

作为新型水平模板支撑体系, 整体空间稳定性成为检验安全的基本条件和首要目标. 本试验模拟在砼浇筑及养护过程中, 模板构件力和位移的变化规律.

试验采用纵向 4 列、横向 6 排小径木立柱形成的空间钢木组合早拆模板体系, 见图 2. 所有小径木在工地现场随机抽取, 小径木材质为东北落叶松, 高 3 m, 顶部螺杆孔洞直径 30 mm、深 300 mm, 水平孔洞距顶部 650 mm, 小径木为Ⅲa 级, 含水率 8.5% ~ 12%; 主楞尺寸 90 mm × 90 mm × 2 440 mm, 次楞尺寸 50 mm × 70 mm, 间距 240 mm 布置, 主、次楞材质为东北红松; 面板为木胶合规格板 1.22 m × 2.44 m, 厚度 15 mm, 与次楞间接触采用钢钉连接. 钢斜撑采用 Q235 钢管, 外径 21.3 mm, 内径 17 mm. 使用 P3015 型

定义小径原木: 长度为 2 ~ 6 m、径级为 4 ~ 16 cm 的森林采伐剩余物, 或在营林中抚育间伐的幼龄材. 东北寒区具有丰富的天然林和人工林资源, 衍生了大量小径原木, 由于小径木具备一定的力学性能和工程使用价值, 且 3 m 长小径木自重不超过 25 kg, 易于施工. 本文以寒区落叶松小径原木与钢管斜撑组成早拆门式模板体系 (图 1) 为研究对象, 对钢木组合立柱空间稳定性及影响参数进行研究, 在层高 3.9 m 的高层建筑应用中, 这种新型的钢木模板表现了很好的性能, 证明用小径原木代替钢管作为模板立柱是可行的, 这种新型模板可大量降低混凝土结构施工过程中模板的用钢量, 真正做到建筑过程绿色化. 另外, 落叶松质小径木具有较好的抗压和塑性能, 通过构造优化设计, 能够使模板立柱群具有可靠的整体稳定性, 对避免模板支架事故, 起到重要作用.

号钢模板和满水状态为 25 kg 水桶以及配重钢筋分段模拟新浇筑混凝土产生的荷载, 见图 3. 四周设置构造木斜撑, 模拟实际楼板四周墙体对模板的约束作用. 距地面 200 mm 处纵向最外侧和横向按纵下横上各设置一道水平杆, 纵向最外两侧设置剪刀撑, 水平杆和剪刀撑均为直径 60 mm 小径木, 且与立柱用灰口铁丝拧紧连接. 以上模板支撑体系材料、安装过程和构造措施均满足 JGJ162—2008《建筑施工模板安全技术规范》^[14]的要求.

根据 GB/T50239—2002《木结构试验方法标准》^[15], 对 3 根主楞, 6 根小径木立柱以及对应的钢斜撑共 3 跨进行应变测量; 在 4 根小径木立柱底部安装压力传感器, 进行压力测量; 利用百分表和 YHD-50 型位移传感器对边跨 A3-4 进行平面内、外侧移测量, 以及 F1-2、3-4 跨侧移和 C2-3/D2-3/A3-4 主楞跨中挠度测量.

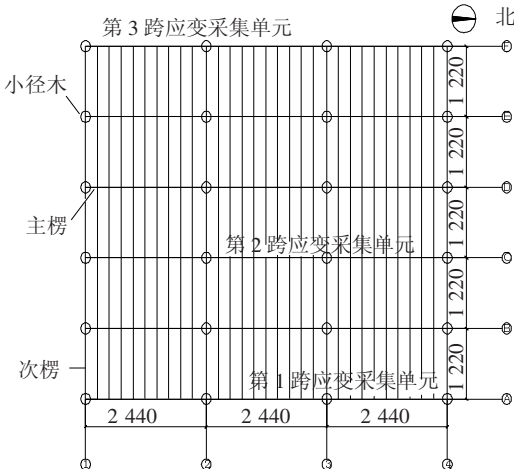


图 2 试验单元整体平面布置示意 (mm)



图 3 现场整体加载试验

试验在干燥常温露天环境下进行,地面为刚性地坪. 荷载从周边向中间施加模拟浇筑砼过程中可能发生的中断现象,对此进行了整体缓慢加荷和持荷,比实际浇筑时间要长. 加载分为 5 个阶段:1)前 4.34 h 完成 7 层钢模板;2)经过 18.44 h

缓慢加荷和 1.2 h 后完成第 8 层小钢模板;3)持荷 12.58 h;4)注水荷载从 36.24 h 开始持续至 41.4 h 截止,历时 5.16 h;5)直至 45.07 h 加完配重钢筋,整体试验荷载施加完成. 加载大小及类型随时间变化关系见图 4.

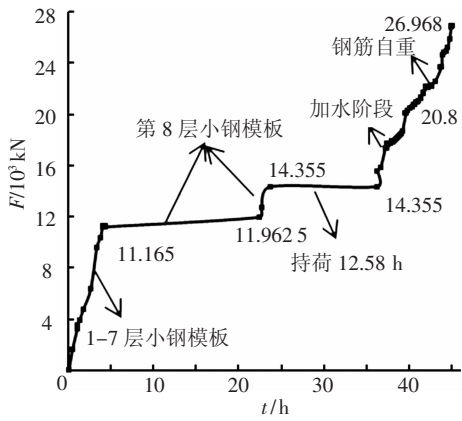


图 4 荷载 - 时间变化曲线

2 试验结果分析

分别对立柱、主楞、钢斜撑试验数据进行分析,研究模板局部和整体受力性能及变化趋势,分析加荷方式及持荷时间对模板安全产生的影响.

从开始加载至完成历经 45.07 h, 总共加载 26.97 kN, 试验破坏现象为:持荷 3 d 后,在模板中心区域有 3 根小径木立柱折断,全部发生在初始缺陷部位,见图 5(a) ~ (c),其中 1 根水平杆折断;2 个早拆柱头剪切破坏,伴随钢斜撑平面外失稳,见图 5(d) ~ (f),模板达承载能力极限状态.

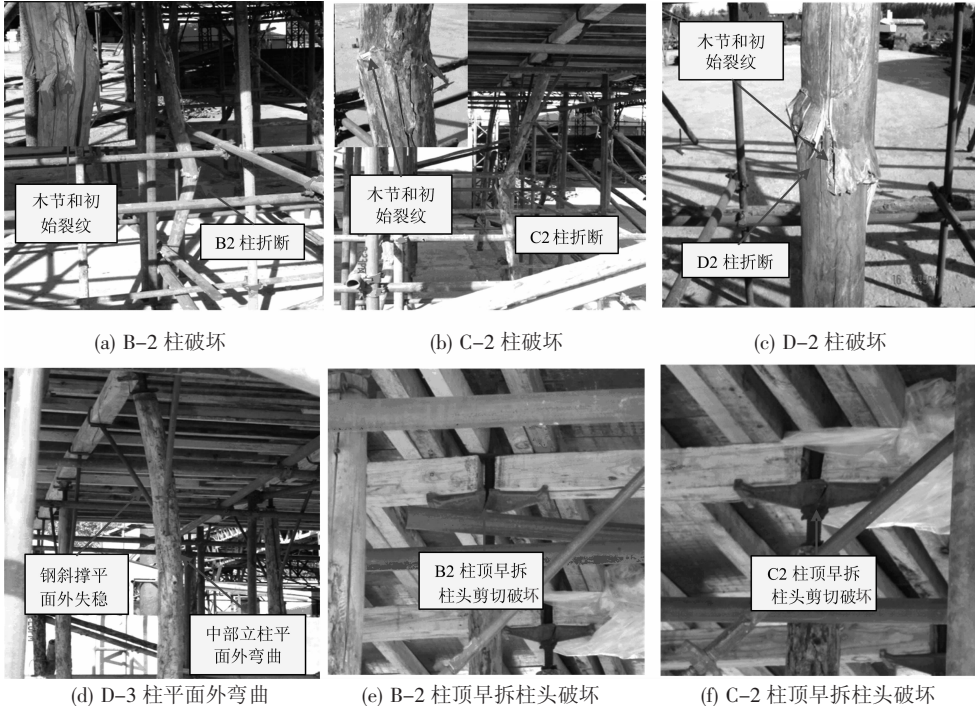


图 5 构件破坏图

2.1 小径木原木

按规范^[14]活荷载取 2.5 kN/m², 可承受混凝土楼板厚度 100 mm. 由试验荷载, 边角 4 个小径木承受荷载 0.44 t; 边跨 12 个小径木及 6 个主楞承受荷载 0.88 t; 中间 8 个小径木及 12 个主楞承受荷载 1.76 t. 边跨 A-3、F-2 以及中跨 B-3、C-2 立柱底部安装压力传感器, 测得最终压力值见表 1, 随总荷载变化曲线见图 6.

表 1 小径木立柱压力测量值			t
立柱	实测荷载	理论荷载	
F-2	0.908	0.880	
C-2	2.082	1.760	
A-3	0.830	0.880	
B-3	1.528	1.760	

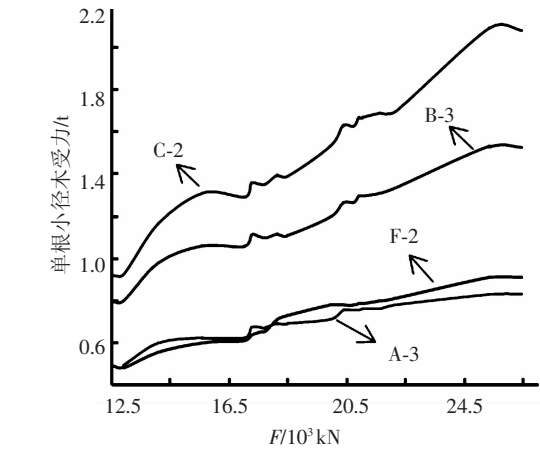


图 6 小径木立柱压力变化

图 6 显示, 加载过程中, 模板整体呈近似线性增长趋势, C-2 小径木立柱承受的压力最大,

理论承受 1.76 t, 加载后承受 2.08 t, 超出 18%, 经过 3 d 持荷后, 该柱发生折断破坏.

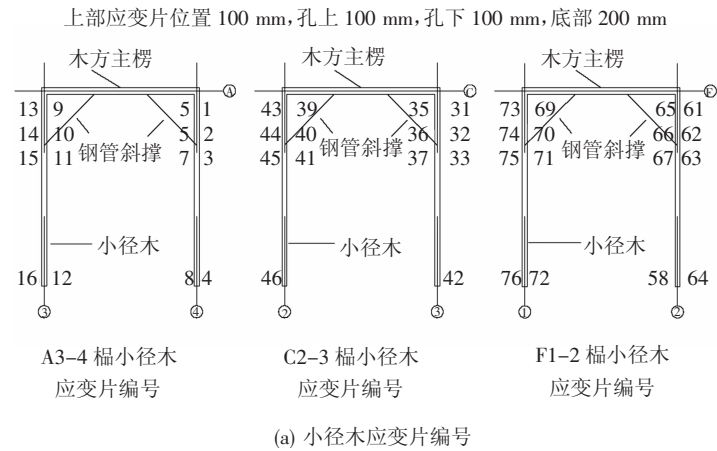
边跨 A-3、F-2 承受的荷载值与理论值非常相近, 而中跨 C-2、B-3 荷载值与理论值相差较大, 这表明在施加荷载过程中, 模板中部区域立柱受荷不均匀较大. B-2、C-3 加载完成时底部平均应变为 $\varepsilon_{B-2} = -429 \times 10^{-6}$ 、 $\varepsilon_{C-3} = -98 \times 10^{-6}$, 考虑小径木已重复使用多次, E 取 10 000 MPa, B-2 柱底 $A_{B-2} = 5\,024\text{ mm}^2$, C-3 柱底 $A_{C-3} = 4\,416\text{ mm}^2$, 计算底部截面压力为

$$F_{B-2} = \varepsilon_{B-2}EA_{B-2} = 21.6\text{ kN};$$

$$F_{C-3} = \varepsilon_{C-3}EA_{C-3} = 4.3\text{ kN}.$$

同样 B-2 超出理论值 22.7%, 从图 5 亦知 B-2 和 C-2 折断方向对称, 都沿弱轴方向平面外失稳破坏, 并造成顶部早拆柱头剪切破坏, 且有些立柱沿平面外发生明显的挠曲变形, 见图 5(d), 这些破坏模式与文献[16]结论一致. 尽管 C-3 未发生破坏, 底部荷载比理论值 17.6 kN 小很多, 但该小径木钢斜撑孔洞下部附近测得的压力为 16.6 kN.

2 边跨、1 中跨共 6 根立柱应变片位置及编号见图 7, 得到小径木整体立柱应变-荷载曲线(图 8), 加载初期, 应变变化平稳, 但在持荷和注水过程中, 应变波动幅度较大, 可能为持荷过程构件单元发生应力重分布, 以及加水荷载为短暂动荷载, 造成模板构件应力突变. 实际砼浇筑过程中, 构件达到最大受力时并非砼浇筑完成, 而是在浇筑的某一阶段^[17], 这一现象亦在试验中很好地体现出来, 且该曲线与文献[17]所测的立柱荷载曲线类似.



(b) 小径木应变片位置

图 7 小径木应变片

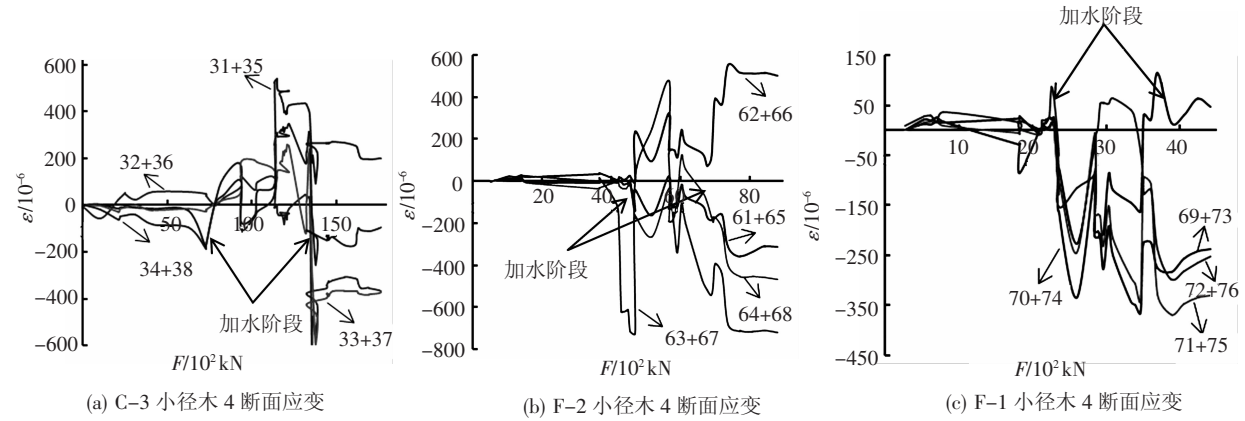


图 8 小径木立柱应变-荷载曲线

理论计算,小径木水平孔洞上部截面应力相等,下部截面应力相等,且下部大于上部.但试验曲线得出立柱各截面应力不均匀,见图 8(a) C-3 柱,4 个截面各加载阶段应变均不相等:加载初期均为压应变;随荷载增加,水平孔洞上部(32+36)截面出现拉应变;注水荷载阶段,各截面出现明显应力变化,可以推测在此阶段下小径木已处于压弯状态,且模板处于受力不稳定时刻,极易发生突然破坏;注水完成后很短时间内,应变突变,各截面再次发生应力重分布,随钢筋配重增加,应变逐渐趋于稳定;最终立柱顶端(31+35)截面处于拉应力状态,其他截面为压应力.经对比分析图 8(b)、(c)立柱截面应变,得出:水平孔洞上、下方截面处应力最大,底部和上部较小,且孔洞下部截面应力最大,可以推断水平孔洞导致的截面削弱对小径木稳定性产生较大影响,同时也表明钢斜撑在卸荷方面起一定作用.结合传感器测定的压力值,可知本试验中的单根小径木构件不同部位受力不均匀,与文献[18]得出模板钢管立柱轴力不均匀相一致.

针对试验破坏现象和数据分析结果,小径木水平孔洞下部附近区域为受力危险截面,应加强构造措施,如在该截面附近设置纵横向水平杆或在孔洞处加设钢套箍.尽管中跨承受荷载大于边跨,但中跨 C-3 柱应变变化幅度小于边跨 F-1 及 F-2 柱,原因是边跨周围约束低于中跨,试验设置的顶部木斜撑未能达到实际的约束效果,即模板四周墙体提供的侧向约束.经计算,各柱瞬间最大压力为

$$\begin{aligned} F_{C-3\max} &= EA\varepsilon = 10\,000 \times 4\,416 \times 600 \times 10^{-6} = 26.496 \text{ kN}; \\ F_{F-2\max} &= EA\varepsilon = 10\,000 \times 4\,776 \times 727 \times 10^{-6} = 34.72 \text{ kN}; \\ F_{F-1\max} &= EA\varepsilon = 10\,000 \times 4\,776 \times 368 \times 10^{-6} = 17.56 \text{ kN}. \end{aligned}$$

以上计算压力都已超过理论值,但立柱最终受力为: $F_{C-3} = 16.56 \text{ kN}$; $F_{F-2} = 34.4 \text{ kN}$; $F_{F-1} = 15.7 \text{ kN}$. 其中 F_{F-2} 超出理论值,并未立即发生破坏,是因为后期持荷应力重分布导致荷载降低.立柱抗压极限荷载由小径原本本身决定,譬如直径、密度及初始缺陷等,立柱破坏位置一般都有较严重初始缺陷,所以选材时应特别注意.该试验立柱测出的抗压荷载与单根小径木试验测得的极限抗压荷载(37.88 kN)相比偏小,分析可能原因为:1)单根小径原木试验为线性短时拟静载加荷,而整体试验加荷为动荷载;2)单根加载相比整体试验中小径木受力均匀,没有水平侧向力;3)单根试验为短时加载,持续不到一个小时,整体试验加载历经 45 h,持荷 72 h,时间效应产生不利影响.

2.2 主楞

A3-4、C2-3、F3-4 主楞应变片分别位于钢斜撑挂钩两侧,见图 9,图中括号内数字为对应截面应变片代号.

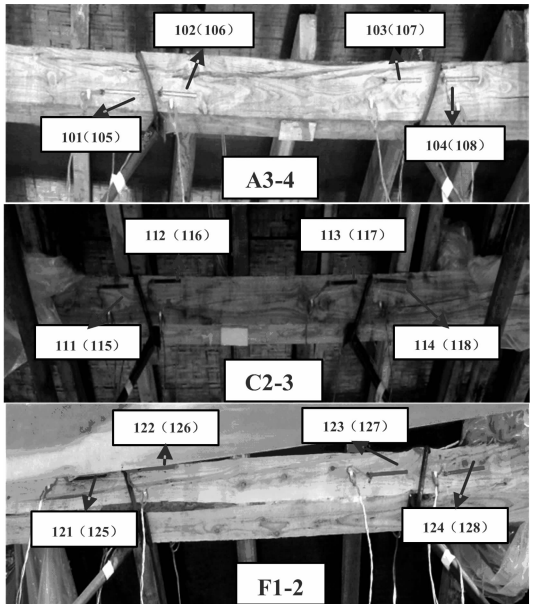


图 9 主楞 A3-4/C2-3/F1-2 应变片位置

A3-4 樁主楞应变见图 10(a),加水阶段应变变化较大,(103+107) 截面产生最大压应变 $\varepsilon_{\max} = -1\,458 \times 10^{-6}$,根据规范^[14], $E = 9\,000\text{ MPa}$,计算应力为

$$\sigma_{\max} = E\varepsilon_{\max} = -1\,458 \times 10^{-6} \times 9\,000 = -13.12\text{ MPa} > -13\text{ MPa}.$$

稳定压应变 $\varepsilon = -335 \times 10^{-6}$,稳定后应力为 $\sigma_{\text{稳定}} = E\varepsilon = -335 \times 10^{-6} \times 9\,000 = -3.02\text{ MPa}$.

可见瞬时最大值已超过强度设计值,但试验最终应力很小.4 个截面在加水过程中应变发生明显改变,左侧 101 及 102 截面为拉应变,右侧 103 及 104 截面为压应变,结合跨中位移为正,表明该樁承受水平力作用.主楞 C2-3 和 F1-2 应变变化趋势类似 A3-4,最大应变都未超过

$\varepsilon_{\max} = -1\,458 \times 10^{-6}$,最终稳定应变分别为: $\varepsilon_{\text{C2-3}} = -330 \times 10^{-6}$ 、 $\varepsilon_{\text{F1-2}} = -391.5 \times 10^{-6}$.对比 3 根主楞应变,尽管中跨荷载大于边跨,但边跨应变大于中跨,主要为边跨主楞材料存在较大初始裂纹(图 9),造成局部应力集中,且后期持荷阶段中,主楞裂纹扩展并持续产生声发射现象.主楞跨中最大挠度 16 mm 发生在加水过程,见图 10(b),发生应变突增,该时刻易发生强度和位移的跳跃,形成潜在的危险,若材料安全富裕度小于该时刻持续作用的荷载,极易造成模板瞬时坍塌.试验数据再次证明,不仅模板构件材料,而且加荷类型及加荷方式都对模板安全具有重要的影响.

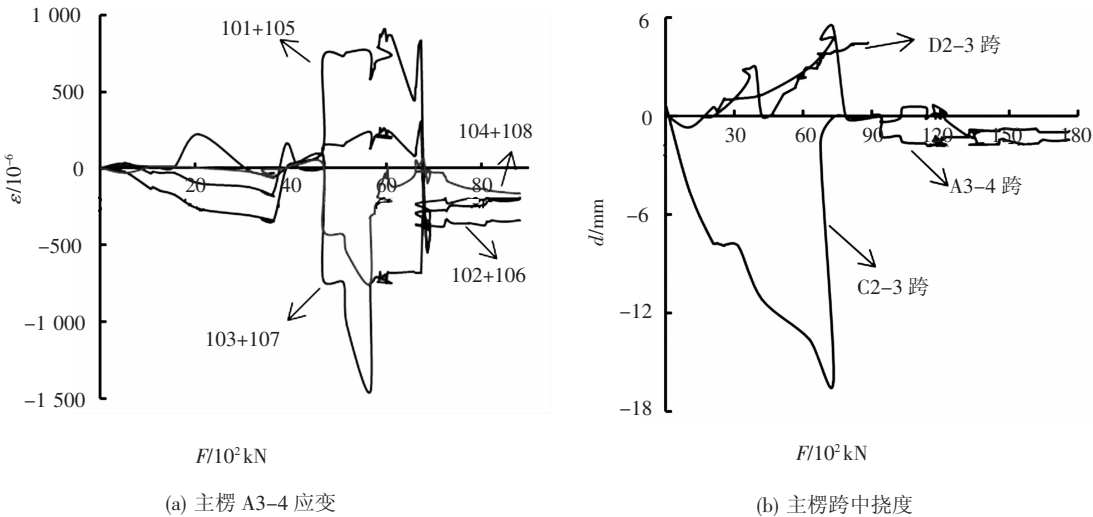


图 10 主楞应变和跨中挠度

2.3 钢斜撑

钢斜撑在实现立柱间距优化及荷载传递方面起重要作用.通过主楞卸荷,可增大立柱纵横向间距,相比普通钢管立柱间距 1.2 m,钢木早拆模板增加至 2.4 m. A3-4 跨钢斜撑应变片及位移传感器布置见图 11.各截面荷载-应变数据见图 12(a),该樁 2 个钢斜撑加水荷载前应力很小,加水阶段左侧钢斜撑受压,右侧受拉,与主楞相反,结合钢斜撑平面内位移方向,该樁在加水过程中产生从右向左的水平作用力,见图 11.这也揭示在实际浇筑砼时,由于砼的冲击和振捣作用,会对模板产生横向水平力,所以应加强模板边面板边缘和主次楞的连接强度.加水荷载完成后,钢斜撑截面均为受压,与主楞应力状态一致.

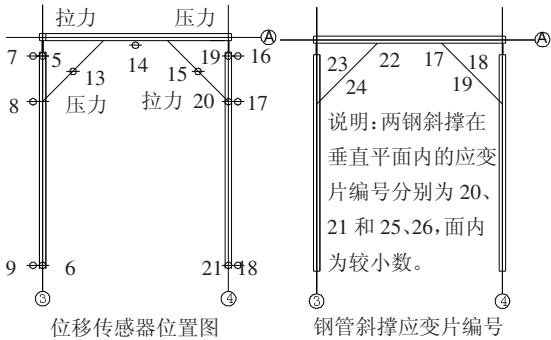


图 11 A3-4 位移传感器和钢斜撑应变位置及编号

对比 2 个钢斜撑,左侧钢斜撑各截面应变曲线几乎吻合,尽管测量点 13 在某时刻位移有突增,但很快降低并趋于稳定,该斜撑仍处于平面内轴压状态;而右侧钢斜撑,上部测点 17 应变大于中部测点,且中部平面外测点(20+21)应变大于平面内测点(18+19),表明该斜撑发生出平面外

弯曲,这是因为左侧钢斜撑在水平支撑点处有侧向约束,而右侧钢斜撑由于处于边跨位置,在水平支撑点处无侧向支撑,致使该支撑宜发生平面外失稳.若中部区域钢斜撑支撑点约束不足,同样会导致其平面外失稳(图 5(d)),所以加强钢斜撑水平支撑点约束,是防止平面外失稳的重要构造措施.该榀钢斜撑最大应变为(23+24)截面 $\varepsilon = -1\,455 \times 10^{-6}$,计算 $\sigma = E\varepsilon = 2.05 \times 10^5 \times$

$1\,455 \times 10^{-6} = 298.275\text{ MPa} > 215\text{ MPa}$,瞬间达屈服状态,但体系该时刻未破坏,从应变变化曲线可知,构件迅速发生应力重分布,降低至 $\sigma = E\varepsilon = 2.05 \times 10^5 \times 800 \times 10^{-6} = 164\text{ MPa} < 215\text{ MPa}$,最终稳定应变为 $\sigma = E\varepsilon = 2.05 \times 10^5 \times 250 \times 10^{-6} = 51.25\text{ MPa} < \phi f = 53.54\text{ MPa}$,其他截面应力变化趋势类似该截面,稳定性偏于安全,但由于挠度过大,如图 12(b)所示,宜发生失稳破坏.

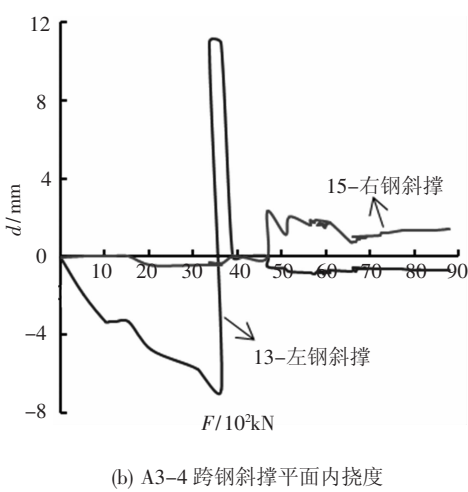
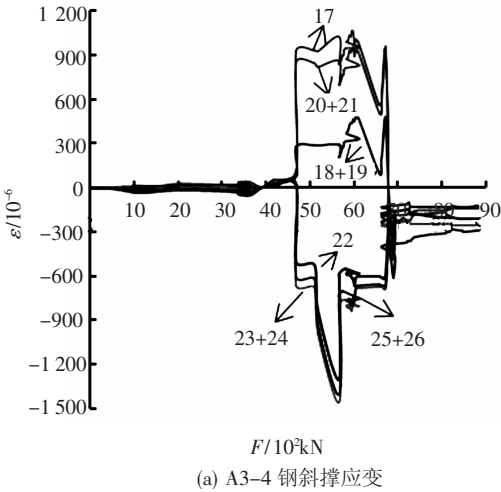


图 12 应变及位移

2.4 整体侧移分析

A3-4 榀、F1-2 及 3-4 榀平面内、外挠度测量(图 13),可反映整体模板在加荷过程中产生的位移. A3-4 榀测得的平面内、外挠度见图 13(a)、(b):加水荷载后,整跨发生侧移,中上部侧移比下部大,其中螺杆伸出部位测点 7 平面内最大值 17.73 mm、稳定值 -7.73 mm,测点 5 平面外最大值 13.92 mm、稳定值 6.6 mm,对比位移方向,该部位宜发生扭转,应严格控制螺杆伸出长度并加强侧向支撑,以降低对立柱顶端侧移的影响;钢斜撑水平支撑测点 8 处存在平面内最大位

移 26 mm,最终数据溢出,测点 20 平面外侧移最大值为 -5.8 mm,可知该部位极易发生侧向位移,这也表明钢斜撑易发生平面外失稳;对小径木底部平面内、外侧移分析发现,底部侧移很小,主要原因是该模板整体在底部加设一道横向水平杆和外围纵向加设了竖向剪刀撑(图 3),限值了侧向位移,故构造措施对整体侧移和承载力起到了作用.对比 F1-2 和 F3-4、以及 A3-4 平面内侧移,模板整体产生水平方向剪切趋势,主要因为面板和主次楞边缘基本处于自由状态.

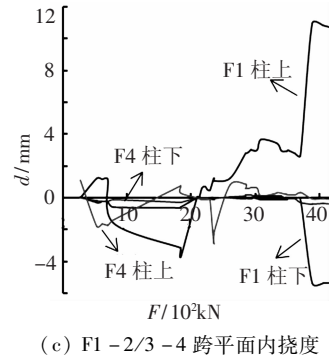
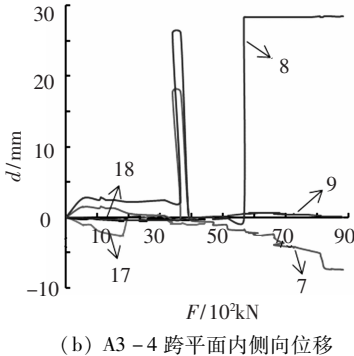
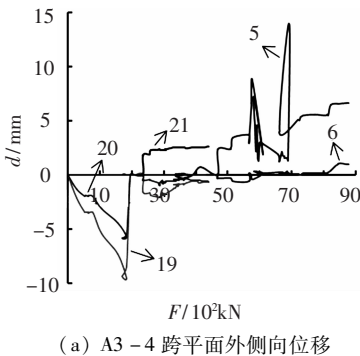


图 13 侧向位移

2.5 构件对比分析

构件应变随时间变化见图 14,具有如下特征:1)从开始到加完 7 层钢模配重,再经过 18 h 持荷,构件应变、位移先增加然后大幅度减小,类

似后期卸荷,造成这种现象的原因是小径木立柱存在初始裂纹和构件间有连接空隙,在加载 7 层小钢模(单根立柱承受 7.29 kN)并经持荷 18 h 后,相当于给构件进行了预压,使其裂纹和空隙压

密,整体刚度上升,发生内力重分布;2)加载完第8层钢模配重后持荷13 h的过程中,应变持续增长,这种特定的现象是由于模板整体刚度稳定后,内力重分布完成,因时间效应增加小径木原本的变形;3)加水荷载从36.24 h开始持续至41.4 h截止,历时5.16 h,各构件应变波动较大,特别是在加水荷载完成时,构件应力和位移发生突变,应力状态再次发生改变,直至41.4 h后施加钢筋配重,才趋于稳定,但呈降低趋势。

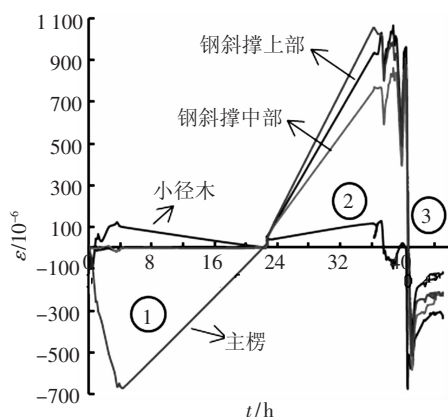


图14 构件应变随时间变化曲线

3 结 论

1)小径木钢木模板早拆体系加载破坏模式为立柱平面外失稳,且发生强度破坏,显著特征是模板立柱顶部可调支撑发生剪切破坏,钢斜撑平面外失稳。

2)加载方式对该模板构件产生较强影响,试验数据建议该体系模板实际浇筑速度不应过快,加快模板周转时间十分有利于小径木原本应力的恢复,应该加强浇筑期间的监控。

3)模板底部侧移小于顶部,边跨侧移大于中跨,钢斜撑水平支撑点约束对立柱及钢斜撑稳定起重要作用。

4)小径木立柱中下部轴力最大,初始缺陷对模板体系稳定性影响较大,小径原木的薄弱部位应该置于立柱的上部。

参考文献

[1] BRAND R E. Stability of tubular scaffolding[J]. Civil Engineering and Public Works Review, 1973,68(808): 991-1001.

[2] LIGHTFOOT E, OLIVETO G. The collapse strength of tubular steel scaffold assemblies[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part1-Design & Construction, 1977,63(2):311-329.

[3] YEZID A A. An experimental study into the evolution of loads on shores and slabs during construction of multistory buildings using partial striking[J]. Elsevier Engineering Structures, 2009,31(9):2132-2140.

[4] PEDRO A A. A new simplified procedure to estimate loads on slabs and shoring during the construction of multistory buildings [J]. Elsevier Engineering Structures, 2011,33(5):1565-1575.

[5] PENG J L. Structural modeling and design considerations for double-layer shoring systems [J]. Journal of Construction Engineering and Management, 2004,130(3): 368-377.

[6] SAEED K, MIZIAN E. Investigation of structural properties of used formwork stringers[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 1996,8(1):51-56.

[7] SAEED K, MONTES R. Experimental investigation of performance of wooden formwork shores[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1997,11(2): 58-66.

[8] SAEED K. Strength variability of conventional slab formwork system [J]. Journal of Construction Engineering and Management, 1997,123(3):324-330.

[9] 王宏棣,王子奇,王春明. 幼龄落叶松木材力学性能的试验[J]. 林业科技, 2000,25(3):44-46.

[10] 王宏棣,何金存. 小径落叶松材制作空间网架杆件的选择与设计[J]. 中国人造板, 2006,13(8):35-38.

[11] 李晓华,李铁军. 木框混凝土在水土保持工程中的应用[J]. 水土保持应用技术, 2003(4):31-32.

[12] DREW A G. Performance of log shear walls subjected to monotonic and reverse-cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2010,136(1):37-45.

[13] 张妍,李礼,李树金. 对国家标准《小径原木》的修订[J]. 林业科技, 2010,35(2):49-50.

[14] JGJ162—2008 建筑施工模板安全技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.

[15] GB/T50329—2002 木结构试验方法标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.

[16] 刘建民,李慧民. 扣件式钢管模板支撑架立杆承载力的影响因素分析[J]. 工业建筑, 2005,35(Z1): 758-760.

[17] ROSOWSKY D V. Observations from shore load measurements during concrete construction[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1997,11(1): 18-22.

[18] 杨俊杰,章雪峰,顾仲文,等. 钢筋混凝土结构模板高支撑体系有限元分析[J]. 建筑技术, 2006,37(8):613-615.

(编辑 赵丽莹)